



Erbusco, 19 marzo 2018

Commessa: **COMUNE DI ERBUSCO - CAMPO SPORTIVO**

Comune: **ERBUSCO (BS)**

Oggetto: **RIQUALIFICAZIONE CAMPO DA CALCIO CON
FORMAZIONE MANTO IN SINTETICO E
REALIZZAZIONE IMPIANTO ILLUMINAZIONE:
VERIFICA STABILITÀ TORRE FARO E
DIMENSIONAMENTO PLINTO DI FONDAZIONE**



Ing. Luca Zampatti

INDICE

1. PREMESSA	4
1.1. Oggetto del documento	4
1.2. Descrizione dell'opera	4
1.3. Normative di riferimento	5
1.4. Documentazione di riferimento.....	5
2. CARATTERISTICHE E PROPRIETÀ MECCANICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI	6
2.1. Calcestruzzo	6
2.1.1 Proprietà meccaniche.....	6
2.1.2 Classi di esposizione e copriferri.....	6
2.2. Acciaio di armatura	7
3. AZIONI DI RIFERIMENTO	8
3.1. Azioni da opere civili e industriali	8
3.1.1 Peso proprio dei materiali strutturali (G_1).....	8
3.2. Azioni ambientali.....	8
3.2.1 Azione del vento	8
3.3. Criteri di combinazione delle azioni	9
4. ANALISI E VERIFICHE DI SICUREZZA GLOBALI	11
4.1. Azione del vento	11
4.1.1 Verifica al ribaltamento del plinto di fondazione.....	13
4.1.2 Verifica compressione sul terreno	13
4.2. Verifica di sicurezza in condizioni sismiche.....	15
4.3. Dimensionamento dell'armatura.....	15

1. PREMESSA

1.1. Oggetto del documento

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo generale e la relazione sui materiali delle strutture portanti di n.4 torrifaro per l'illuminazione del campo da gioco nell'ambito della riqualificazione del centro sportivo sito in via Deledda ad Erbusco (BS) (Quota altimetrica: ~236m s.l.m.; ZONA SISMICA 3).

La progettazione illuminotecnica, nonché la scelta del tipo di palo, sono state effettuate dallo Studio di Progettazione Elettrotecnica Mastrogiacomo; il sottoscritto Ing. Luca Zampatti (iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Brescia al n°A-5129) ricopre il ruolo di Progettista Strutturale delle opere di fondazione.

A seguire, si elencano i principali contenuti del presente documento:

- descrizione dell'opera in oggetto;
- normative di riferimento;
- documentazione tecnica e bibliografica di riferimento;
- proprietà meccaniche dei materiali adottati per la realizzazione delle strutture portanti;
- proprietà meccaniche del terreno di fondazione;
- carichi di progetto;
- schematizzazioni statiche;
- verifiche di sicurezza relative al comportamento dell'elemento nel suo complesso, in condizioni sia statiche che sismiche.

1.2. Descrizione dell'opera

Il progetto prevede l'installazione di n.4 torrifaro di altezza fuori terra pari a 20m, dotate di n.4 proiettori ciascuna.

Il tipo di torrefaro utilizzato è prodotto dalla SIDERPALI, con sede in Località Selciatella Anagni (FR); le caratteristiche sono:

- | | |
|----------------------------------|----------------------------|
| • codice catalogo SIDERPALI: | TFI 20-1 |
| • lunghezza totale: | 21,5m |
| • lunghezza fuori terra: | 20m |
| • spessore: | 4mm/5mm |
| • diametro alla base: | 430mm |
| • diametro in sommità: | 180mm |
| • lunghezza di infissione: | 1,5m |
| • codice piattaforma proiettori: | PRN 6 |
| • tipo proiettore: | CHAMPION 2KW HQITSL CL2 WI |
| • peso proiettore: | 18.9 daN |

1.3. Normative di riferimento

Il presente documento è stato redatto facendo riferimento ai requisiti prestazionali prescritti dalle attuali norme tecniche in materia di costruzioni civili, con ulteriore riferimento alle normative pregresse e ad altre normative non cogenti:

- | | |
|--|---|
| [1] D.M. 17/01/2018 | <i>Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.</i> |
| [2] D.G.R. 11/07/2014, n°2129 | <i>Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia;</i> |
| [3] Circ. Min.02/02/2009
n°617 | <i>Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008.</i> |
| [4] D.M. 14/01/2008 | <i>Norme Tecniche per le Costruzioni.</i> |
| [5] UNI EN 206-1:2006 | <i>Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità.</i> |
| [6] UNI EN 1998:2005 | <i>Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.</i> |
| [7] UNI EN 1992:2005 | <i>Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.</i> |
| [8] UNI EN 1991:2005 | <i>Eurocodice 1: Basi di calcolo ed azioni sulle strutture.</i> |
| [9] UNI 11104:2004 | <i>Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità. Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.</i> |
| [10] O.P.C.M. 20/03/2003
n° 3274 | <i>Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica e relativi Allegati e integrazioni del 2 ottobre 2003 n° 3316 e del 3 maggio 2005 n° 343.</i> |
| [11] Circ.Min. 04/07/1996
n°156AA.GG./STC | <i>Istruzioni relative ai carichi, ai sovraccarichi ed ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni.</i> |
| [12] D.M. 16/01/1996 | <i>Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e norme tecniche per i carichi ed i sovraccarichi.</i> |
| [13] D.M. 09/01/1996 | <i>Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale, precompresso e per le strutture metalliche.</i> |
| [14] Legge 05/11/1971
n°1086 | <i>Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso.</i> |

1.4. Documentazione di riferimento

Il presente documento è stato redatto facendo riferimento ai contenuti della seguente documentazione:

- [i] Elaborati grafici di progetto architettonico, redatti da Geom. Andrea Plebani;
- [ii] Documentazione tecnica SIDERPALI.

2. CARATTERISTICHE E PROPRIETÀ MECCANICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

2.1. Calcestruzzo

2.1.1 Proprietà meccaniche

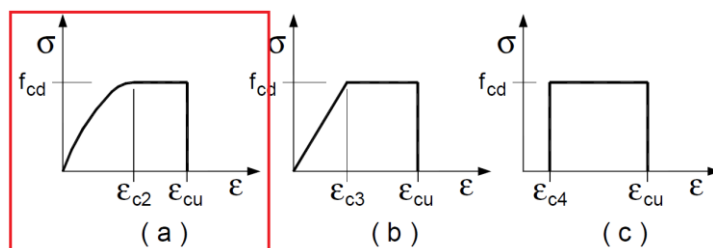


Figura 1 – Legame costitutivo del cls adottato nelle verifiche degli elementi strutturali in c.a. ([1], Fig.4.1.1).

Tabella 1 – Proprietà meccaniche dei calcestruzzi previsti per le strutture in c.a..

Materiale	Proprietà	Valore	U.M.
Calcestruzzo C25/30 Elementi strutturali in c.a. con classe di esecuzione XC1 e XC2	Resistenza a compressione caratteristica su cubi (R_{ck})	30	MPa
	Resistenza a compressione caratteristica su cilindri (f_{ck})	25	MPa
	Resistenza a compressione di progetto (f_{cd})	14.17	MPa
	Resistenza a trazione media (f_{ctm})	2.57	MPa
	Resistenza a trazione caratteristica (f_{ctk})	1.80	MPa
	Resistenza a trazione di progetto (f_{ctd})	1.20	MPa
	Modulo elastico normale medio (E_{cm})	31476	MPa
	Deformazione fine ramo elastico (ϵ_{c2})	0.20	%
	Deformazione ultima (ϵ_{cu})	0.35	%
	Densità di peso (ρ)	25	kN/m ³

2.1.2 Classi di esposizione e copriferri

Le classi di esposizione degli elementi strutturali in calcestruzzo sono state definite in virtù delle prescrizioni di cui alle norme [5], [7] e [9]:

- fondazioni: Classe di esposizione XC2
- strutture esterne soggette al dilavamento: Classe di esposizione XC4

I copriferri degli elementi strutturali in calcestruzzo sono stati definiti in virtù delle prescrizioni di cui alla norma [7]:

- opere di fondazione:
 - Classe di esposizione: XC2
 - Classe strutturale: S4 ($V_N = 50$ anni)
 - Copriferro minimo: $c_{min,dur} = 25$ mm
 - Margine di sicurezza aggiuntivo: $\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ mm

Copriferro minimo effettivo:	$c_{min} = 25mm$
Elemento eseguito in opera:	$\Delta c_{DEV} = 10mm$
Copriferro nominale:	$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{DEV} = 35mm$
Riduzione per forma simile a soletta:	-5mm
COPRIFERRO ADOTTATO:	$c \geq 30mm$

- strutture esterne soggette al dilavamento:

Classe di esposizione:	XC4
Classe strutturale:	S4 ($V_N = 50$ anni)
Copriferro minimo:	$c_{min,dur} = 30mm$
Margine di sicurezza aggiuntivo:	$\Delta c_{dur,\gamma} = 0mm$
Copriferro minimo effettivo:	$c_{min} = 30mm$
Elemento eseguito in opera:	$\Delta c_{DEV} = 10mm$
Copriferro nominale:	$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{DEV} = 40mm$
Riduzione per forma simile a soletta:	-5mm
COPRIFERRO ADOTTATO:	$c \geq 35mm$

2.2. Acciaio di armatura

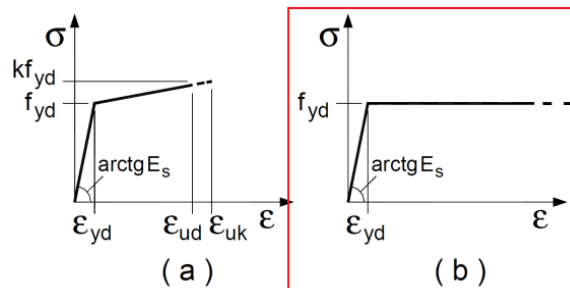


Figura 2 – Legame costitutivo dell'acciaio adottato nelle verifiche degli elementi strutturali in c.a. ([1], Par.4.1.3).

Tabella 2 – Proprietà meccaniche degli acciai previsti per le strutture in c.a..

Materiale	Proprietà	Valore	U.M.
Acciaio da armatura lenta B450C (in barre ad aderenza migliorata, rotoli e reti elettrosaldate)	Tensione di rottura caratteristica (f_{tk})	540	MPa
	Tensione di snervamento caratteristica (f_{yk})	450	MPa
	Tensione di snervamento di progetto (f_{yd})	391.3	MPa
	Modulo elastico normale medio (E_s)	210000	MPa
	Deformazione uniforme ultima caratteristica ($A_{gt,k}$)	7.50	%
	Deformazione uniforme ultima di progetto (ϵ_{ud})	6.75	%
	Densità di peso (ρ)	78.5	kN/m ³

3. AZIONI DI RIFERIMENTO

Nel seguito si illustrano le azioni e le combinazioni delle azioni adottate per la progettazione delle strutture in oggetto ([1], Cap. 2 e 3).

3.1. Azioni da opere civili e industriali

3.1.1 Peso proprio dei materiali strutturali (G_1)

Tabella 3 – Densità volumica dei materiali ad uso strutturale.

Materiale	G_1 [daN/m ³]
Calcestruzzo armato	2500

3.2. Azioni ambientali

3.2.1 Azione del vento

L'azione del vento è stata applicata come carico statico equivalente definito come illustrato a seguire.

Tabella 4 – Azione del vento (per c_p considerato unitario) ([4], Par.3.3).

DATI GENERALI		
Altezza dell'edificio (Z)	20	m
Zona di riferimento	1	-
$V_{b,0}$	25	m/s
a_0	1000	m
k_a	0.010	1/s
Quota del sito (a_s)	239	m.s.l.m.
Velocità di riferimento (v_b)	25	m/s
Pressione cinetica di riferimento (q_b)	0.391	kN/m ²
Categoria d'esposizione	II	NB: numero romano
k_r	0.19	-
z_0	0.05	m
z_{min}	4	m
Coefficiente di topografia (c_t)	1.00	-
Coefficiente di forma (c_p)	1.00	-
Coefficiente dinamico (c_d)	1.00	-
Coefficiente d'attrito (c_f)	0.04	-

Tabella 5 – Sollecitazioni caratteristiche in altezza ([4], Par.3.3).

SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE IN ALTEZZA				
Quota normalizzata	Quota	Coefficiente di esposizione	Pressione normale del vento ($c_p=1$)	Azione radente del vento
z/Z	z	c_e	p	p_f
[-]	[m]	[-]	kN/m^2	kN/m^2
0.00	0.00	1.801	0.703	0.028
0.20	4.00	1.801	0.703	0.028
0.28	5.60	1.996	0.780	0.031
0.36	7.20	2.148	0.839	0.034
0.44	8.80	2.272	0.887	0.035
0.52	10.40	2.377	0.929	0.037
0.60	12.00	2.469	0.965	0.039
0.68	13.60	2.551	0.996	0.040
0.76	15.20	2.625	1.025	0.041
0.84	16.80	2.692	1.051	0.042
0.92	18.40	2.753	1.075	0.043
1.00	20.00	2.810	1.098	0.044

Il coefficiente di forma (c_p) è stato assunto pari a 0.8 sopra vento e 0.4 sottovento.

3.3. Criteri di combinazione delle azioni

Nel seguito, si elencano le combinazioni delle azioni per i vari stati limite considerati ([1], Par. 2.5.3):

- a) combinazione fondamentale, impiegata per le verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad [1], \text{Eq. 2.5.1}$$

- b) combinazione caratteristica (rara), impiegata per le verifiche di sicurezza agli stati limite d'esercizio irreversibili (SLE-rara):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad [1], \text{Eq. 2.5.2}$$

- c) combinazione frequente, impiegata per le verifiche di sicurezza agli stati limite d'esercizio reversibili (SLE-frequente):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad [1], \text{Eq. 2.5.3}$$

- d) combinazione quasi permanente, impiegata per le verifiche di sicurezza nei confronti degli effetti a lungo termine (SLE-quasi permanente):

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad [1], \text{Eq. 2.5.4}$$

- e) combinazione sismica, impiegata per le verifiche di sicurezza sia agli stati limite d'esercizio (SLO e SLD) che agli stati limite ultimi (SLV e SLC) specificatamente definiti per l'azione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad [1], \text{Eq. 2.5.5}$$

dove:

- le azioni elementari G_1 , G_2 , P e Q_k sono state definite ai paragrafi precedenti;
- l'azione elementare E rappresenta gli effetti impressi dall'azione sismica sulla struttura;
- i termini ψ_{ij} sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili ([1], Tab. 2.5.I).

Si specifica che gli effetti dell'azione sismica E sono stati calcolati secondo la seguente procedura:

- definendo come massa sismica la massa associata alla seguente combinazione di carico (combinazione quasi-permanente):

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad [1], \text{Eq. 3.2.17}$$

- valutando separatamente gli effetti dell'azione sismica per ciascuna delle componenti spaziali X e Y ;
- combinando gli effetti derivanti da ciascuna componente spaziale con quelli delle altre componenti spaziali ([1], Par. 7.3.5);
- aggiungendo i contributi torcenti di piano derivanti dall'eccentricità accidentale delle masse sismiche di piano ([1], Par.7.2.6).

4. ANALISI E VERIFICHE DI SICUREZZA GLOBALI

Al presente paragrafo si riportano le analisi e le verifiche di sicurezza relative al comportamento del manufatto nel suo complesso, in condizioni sia statiche che sismiche.

4.1. Azione del vento

Il vento esercita una duplice azione sull'elemento in esame:

- un'azione concentrata, agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sull'apparecchio illuminante;
- un'azione distribuita, agente lungo tutto lo sviluppo del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sulla superficie del palo stesso.

Per determinare l'entità delle due azioni suddette si è fatto riferimento alle norme CNR-DT207/2008 *"Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"*, i cui risultati sono riportati al paragrafo 4.2.2.

Il palo scelto, secondo le tabelle di portata fornite da SIDERPALI, può portare in sommità una superficie massima pari a 1.44m².

La spinta in sommità sui proiettori può essere calcolata mediante:

$$F = q_p(z) \cdot S \cdot c_p = 1.098 \cdot 1.44 \cdot (0.80 + 0.40) = 1.9kN$$

Per il calcolo della spinta sul palo, è necessario determinare il diametro dello stesso in funzione dell'altezza, al fine di determinare la corrispondente azione.

Tabella 6 – Spinta sul palo in relazione altezza.

Spinta sul palo in relazione alla quota ($c_p=1.20$)		
z	Ø palo	q
[m]	[mm]	[kN/m]
0.00	430	0.36
4.00	380	0.32
5.60	360	0.34
7.20	340	0.34
8.80	320	0.34
10.40	300	0.33
12.00	280	0.32
13.60	260	0.31
15.20	240	0.30
16.80	220	0.28
18.40	200	0.26
20.00	180	0.24

Di seguito sono riportati lo schema di carico e le sollecitazioni.

Schema di carico

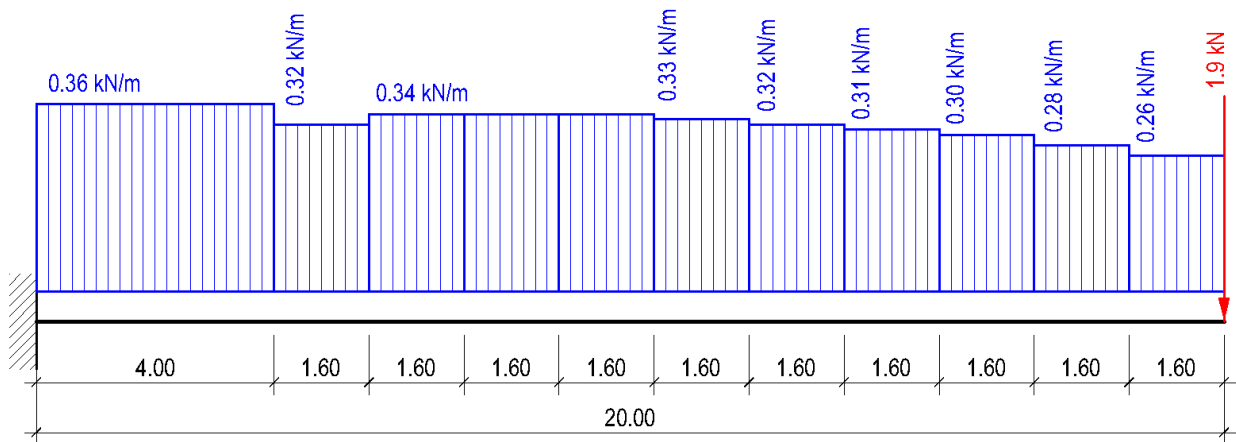


Diagramma momenti

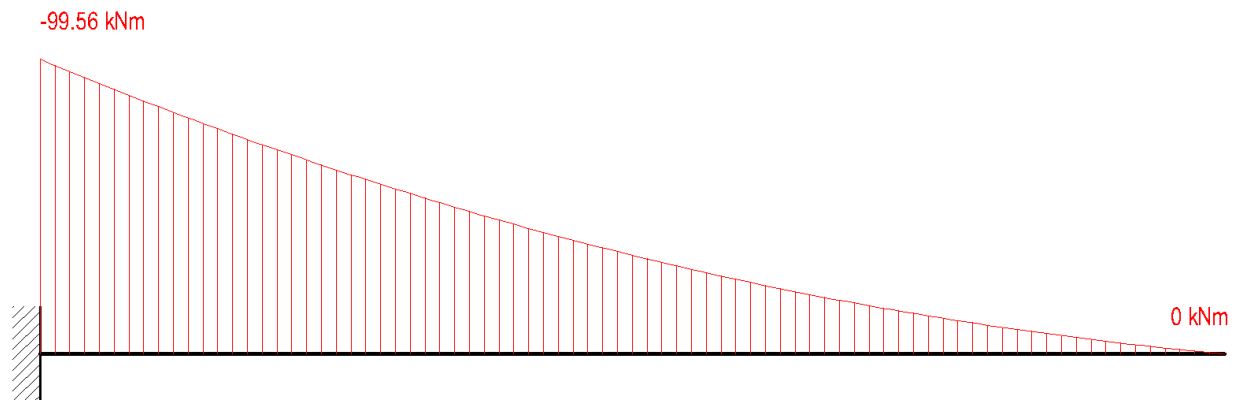
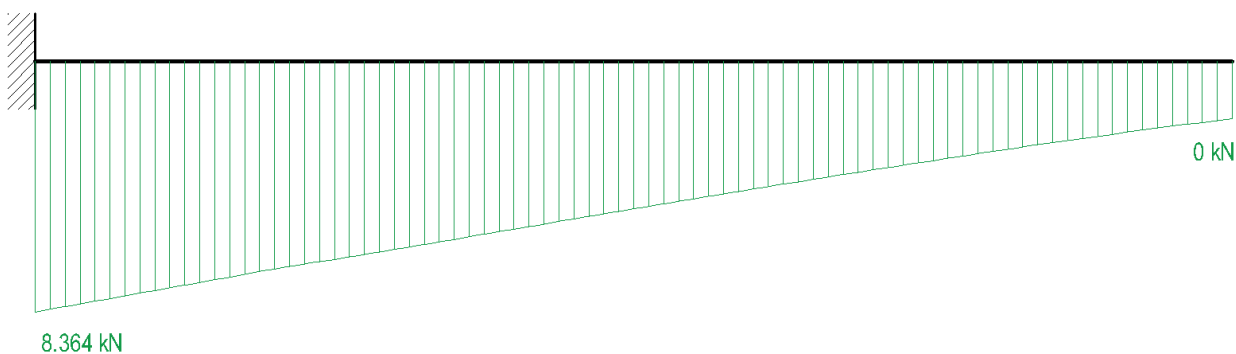


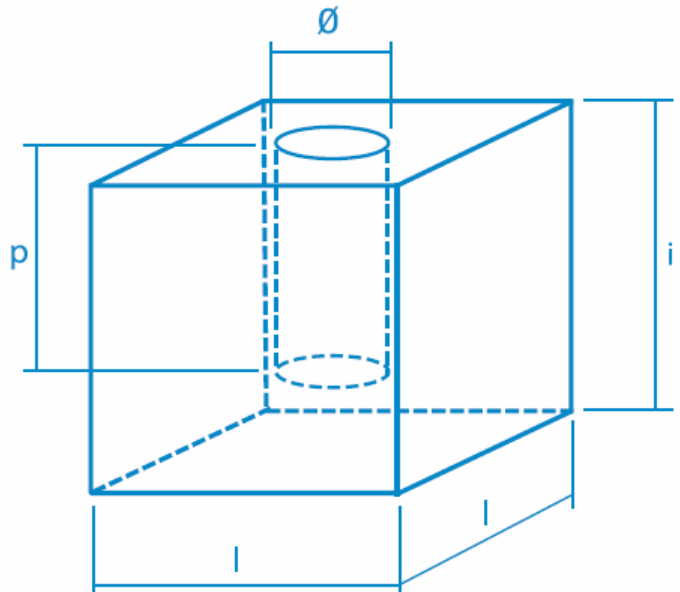
Diagramma taglio



4.1.1 Verifica al ribaltamento del plinto di fondazione

Le dimensioni del plinto standard indicato da SIDERPALI per il palo codice TFI 20-1, sono le seguenti:

l	230 cm
i	180 cm
p	150 cm
\varnothing	60 cm
Peso palo	8.10 kN
γ_{cls}	25 kN/m ³



La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo l'unico approccio: EQU.

Si calcolano il momento ribaltante, M_R , dovuto all'azione del vento, ed il momento stabilizzante, M_S , dovuto ai pesi propri, rispetto allo spigolo esterno della base del plinto di fondazione. Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere: $M_S/M_R \geq 1$

Coefficiente EQU carichi permanenti	$\gamma_G = 0.90$ (favorevoli)
Coefficiente EQU carichi accidentali	$\gamma_Q = 1.50$ (sfavorevoli)
Momento alla base del palo	$M_{Sd} = \gamma_Q * 99.56 = 149.34$ kNm
Taglio alla base del palo	$T_{Sd} = \gamma_Q * 8.36 = 12.54$ kN
Peso del faro	$N_{faro} = \gamma_G * 8.10 = 7.29$ kN
Peso del plinto	$N_P = \gamma_G * \gamma_{cls} * V_{plinto} = 204.7$ kN
Momento ribaltante	$M_R = M_{Sd} + T_{Sd} * i = 171.91$ kNm
Momento stabilizzante	$M_S = (N_P + N_{faro}) * l / 2 = 243.79$ kNm VERIFICATO

4.1.2 Verifica compressione sul terreno

L'eccentricità di carico provocata dalla spinta del vento è:

$$e = \frac{M_R}{N_P + N_{faro}} = 0.79m > l/6 = 0.38m$$

pertanto la sezione non è interamente compressa.

Dove:

Coefficiente carichi permanenti	$\gamma_G = 1.00$ (favorevoli)
Coefficiente carichi accidentali	$\gamma_Q = 1.50$ (sfavorevoli)
Momento alla base del palo	$M_{Sd} = \gamma_Q * 99.56 = 149.34$ kNm
Taglio alla base del palo	$T_{Sd} = \gamma_Q * 8.36 = 12.54$ kN
Peso del faro	$N_{faro} = \gamma_G * 8.10 = 8.10$ kN

Peso del plinto

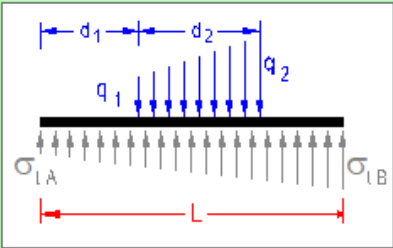
$$N_P = \gamma_G * \gamma_{cls} * V_{plinto} = 227.4 \text{ kN}$$

Momento ribaltante

$$M_R = M_{Sd} + T_{Sd} * i = 171.91 \text{ kNm}$$

Lo schema di carico e le sollecitazioni sono le seguenti:

Titolo : Plinto 230x230x180 - spinta del vento



Vincoli

- ☐ App. - App.
- ☐ Inc. - Inc.
- ☐ Inc. - App.
- ☐ Mensola
- ☒ Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI 1 Zoom

N°	q1	q2	d1	d2
1	98.86	98.86	0	2.3

N° Carichi CONCENTRATI 1 Zoom

N°	F	d
1	8.10	1.15

N° Coppie CONCENTRATE 1 Zoom

N°	W	d
1	171.91	1.15

Fondazione

- ☒ Rigida
- ☐ Winkler

K = 1 daN/cm³

b = 2.3 m

☐ Reag. traz.

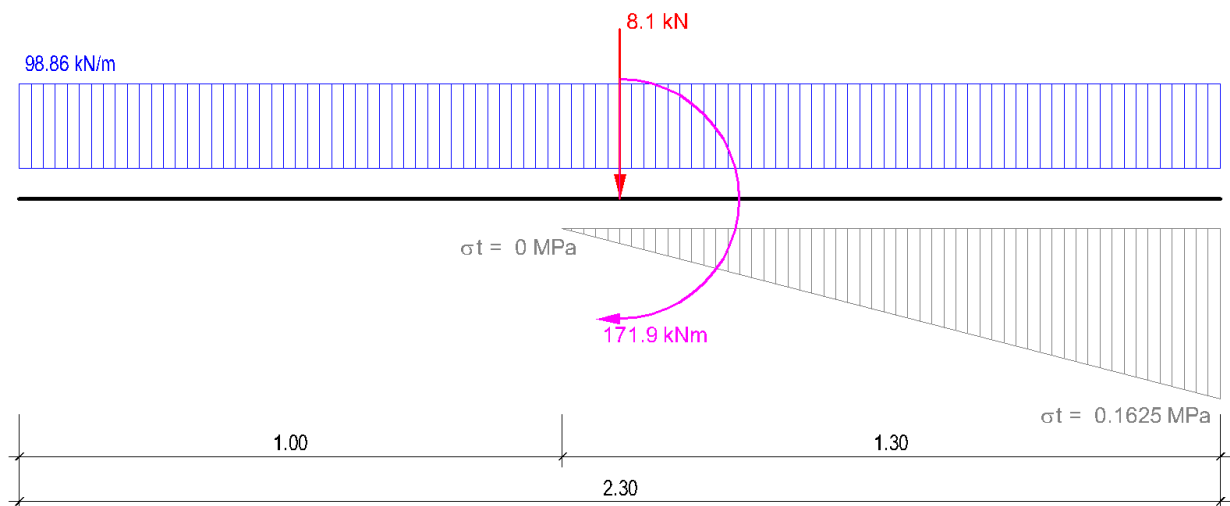
Sezione

Luce 2.3 m J 1.118E+08 cm⁴

E 31'400 MPa ☒ Distanze parziali

Risultati

σ_{tA} MPa	0	σ_{tB}	0.1625
max M kNm	106.6	x max M	1.15
max V kN	-127.4	x max V	1.38
f max m	0.01625	x f max	2.3
σ_{tmax} MPa	0.1625	x σ_{tmax}	2.3

Schema di carico e sollecitazioni sul terreno

4.2. Verifica di sicurezza in condizioni sismiche

Non viene effettuata verifica di resistenza all'azione sismica in quanto di intensità inferiore alla spinta del vento sul palo (peso totale dei proiettori in sommità ~75.6daN).

4.3. Dimensionamento dell'armatura

Trattandosi di un plinto tozzo sollecitato prevalentemente a compressione, non si ritiene necessario il progetto/verifica dell'armatura. Fare riferimento alla tavola allegata per l'armatura prevista.

Erbusco (BS), 19/03/2018

Il progettista

Ing. Luca Zampatti

